

本州四国連絡橋・瀬川橋の設計と施工 —国内最大の V 脚高さを誇る 鋼 5 径間連続 V 脚ラーメン橋—*

川崎製鉄技報
32 (2000) 2, 110-118

Design and Construction of Nadagawa Bridge



横手 武聡
Taketoshi Yokote

橋梁・鉄構事業部 橋
梁・鋼構造技術部 主
査(掛長)



佐々木 亮
Akira Sasaki

橋梁・鉄構事業部 橋
梁・鋼構造技術部 主
査(掛長)



小西 武士
Takeshi Konishi

橋梁・鉄構事業部 橋
梁・鋼構造工事部 主
査(課長補)

要旨

瀬川橋は、2基のV橋脚を有する鋼5径間連続V脚ラーメン箱桁橋である。本橋の架設場所は公園地域に隣接していることから、橋梁形式の検討においては、周囲の環境との調和が重視された。本工事で特徴的なことは、その架設方法であり、各種クレーンやベント設備に加えて、次の2つを方法を採用した。(1) 斜めに張り渡したワイヤーに張力を導入し、V橋脚の形状を調整した。(2) 常時、ワイヤーの張力を管理できるシステムを整えた。

Synopsis:

Nadagawa Bridge is a rigid frame, 5-span continuous steel box bridge with two V-shaped piers. This was so designed as to be in harmony with its surroundings, because it stands in the area for Akashi-Kaikyo Park and the friendship monument between Japan and France. Besides a normal staging method with cranes, new methods were introduced in the construction of this bridge: (1) wire ropes were used to stabilize the V-shaped piers. (2) a monitoring system with PC to watch at all times the tension of the wire ropes. This report describes the outline of the design and construction of Nadagawa Bridge.

1 はじめに

瀬川橋は、一般国道28号(本州四国連絡道路神戸・鳴門ルート)のうち淡路側陸上部(淡路町および東浦町)に位置する鋼5径間連続V脚ラーメン箱桁橋で、鉄筋コンクリート床版形式としては、支間長および橋脚高さともに国内最大の規模を誇っている(Photo 1)。

また、本橋は、架橋予定位置に隣接した形で明石海峡公園および日仏友好モニュメントの建設が予定されていたことから、橋梁形式の選定においては、周囲の景観に対する配慮も重要な決定要素とされた。

本橋の設計上の特徴としては、幅員構成完成系6車線、暫定系4車線となっており、将来の拡幅工事を考慮した構造解析および設計を行った。脚柱は高さが約50mと規模が大きいため、橋軸直角方向の安定性を確保するために脚下端で左右の脚柱の間隔を広げる構造となっている。これにより、鉛直荷重作用時においても脚柱は面内外に立体的挙動を示すことが考えられたため、主桁、横梁、横桁、

脚柱およびストラットからなる立体骨組みによる構造解析を行った。さらに、橋軸直角方向の立体解析では、床版の横剛性を考慮した。

本橋は、橋脚高が非常に高く固有周期が長いことと2つのV橋

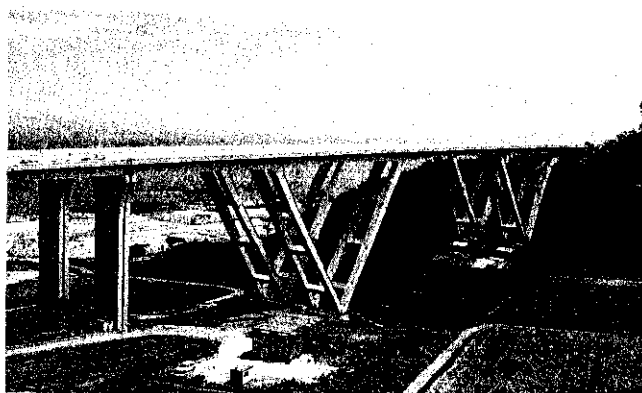


Photo 1 Nadagawa Bridge

*平成12年2月24日原稿受付

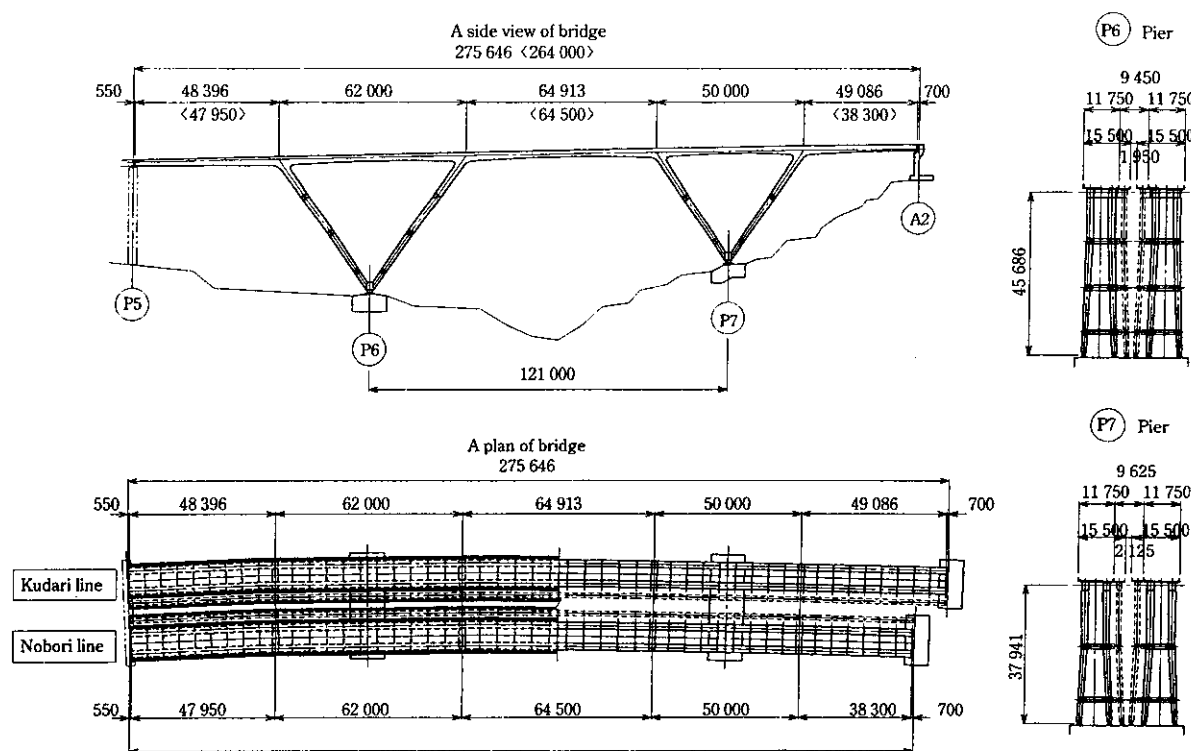


Fig. 1 General drawing

脚の高さが異なることから、地震時には複雑な挙動を示すことが考えられ、動的解析を行って地震時での安定性を照査した。また、現地工事における架設工法としては、橋梁の規模と地形条件を勘案し、ワイヤーによるバランス架設工法、タワークレーンの使用および送出し工法を採用している。

本論文では、瀬川橋の設計上の特徴と現地施工について報告する。

2 構造概要

本橋は2基のV型橋脚と主桁部分が剛結された5径間の連続V脚ラーメン箱桁橋である。2基のV橋脚間隔は121m、橋脚の高さはP6橋脚で45.7m、P7橋脚で37.9mとなっている。

路面の平面線形は、緩やかな曲線（クロソイド曲線）であり、主桁は直線折れ桁としている。幅員は暫定時10.250m（有効幅員）であり、将来は増設桁により、14.000mに拡幅される予定である。構造物（橋梁）としては、上下線は分離しているが側面からの景観を考慮し上下線のV橋脚が完全に一致するよう配慮している。構造一般図をFig. 1に設計条件をTable 1に示す。

支点構造としては、V橋脚支点に全方向回転可能であるピボット固定支承を、端支点には可動支承を配置した。なお、横荷重作用時に負反力が生じるため、支承はアンカフレームに固定した。

3 構造解析

3.1 静的構造解析

構造解析は次の要領で実施した。

- (1) 主桁と脚柱が剛結であり、橋脚下端で脚柱の間隔を広げていることから、鉛直荷重作用時においても脚柱は面内外に立体的

挙動を示すことが考えられた。そのため、主桁断面力への影響を的確に判断する必要から、モデル化においては、主桁、横桁、脚柱のほかにストラットも考慮した。

- (2) 橋軸直角方向の立体解析においては、床版のせん断剛性を評価するため、主桁間にX型の仮想トラス部材として配置した。
- (3) 構造系は、暫定系、架設系、完成系の3つの系を考慮した。
- (4) 下部工のモデルは作用荷重により以下のように分類した。
 - (a) 鉛直荷重に対しては、全支承下端を固定とする。
 - (b) 橋軸方向の地震荷重に対しては、固定支承下端のみ地盤バネを考慮する。
 - (c) 橋軸直角方向の風荷重時および地震時については、高橋脚のP5橋脚とA2橋台をモデル化し、固定支承下端には地盤バネを考慮する。

3.2 動的構造解析

本橋は、橋脚が高いため、固有周期が長い。また、P6橋脚とP7橋脚では高さが2割程度異なるため、地震時には複雑な挙動を示すことが考えられた。そこで、動的解析を行い動的特性を把握し、弾性域における構造物の安全性を照査した。解析方法は、応答スペクトル法とし、解析は橋軸方向と橋軸直角方向の双方について実施した。その結果、橋軸方向については、静的解析結果と動的解析結果には顕著な差は見られなかったが、橋軸直角方向についてはP6脚柱部材で動的解析の断面力が静的解析の値を上回ったため、動的解析による断面力を用いて設計を行った（Fig. 2）。動的解析値が上回った理由としては、P6橋脚とP7橋脚の地盤バネ定数の比は橋軸直角方向でP6:P7=2.63:1.00となっており、動的解析では地盤バネ定数が大きい方に断面力が偏る傾向にあるため、などが考えられる。

固有周期をTable 2、下り線の暫定系の振動モードをFig. 3に示す。

Table 1 Design conditions

Design velocity (km/h)	100
Length of bridge (m)	NL: 264.000 KL: 275.646
Bridge type	NL: Steel bridge of 5 continuous girder of V-shaped rigid frame bridge KL: Steel bridge of 5 continuous girder of V-shaped rigid frame bridge
Live road	B-type
Length of span (m)	NL: 47.950 + 62.000 + 64.950 + 50.000 + 38.300 KL: 48.396 + 62.000 + 64.913 + 50.000 + 49.086
Effective width (m)	NL: Temporary 10.250, Final 14.000 KL: Temporary 10.250, Final 14.000
Angle (°)	NL: 90 KL: 90
Surface of bridge (m)	NL: A = 700 ~ R = 10 000 KL: A = 700 ~ R = 10 000
Longitudinal slope (%)	NL: 2.2 ~ -3.0 VCL = 1 140 m KL: 2.2 ~ -3.0 VCL = 1 300 m
Slab (mm)	Reinforced concrete slab $t = 230$
Pavement (mm)	Asphalt overlay $t = 75$
Noise shaping wall (N/m)	$W = 1 421 (H \times 3 \text{ m})$
Foot way (N/m)	During main beams: $W = 980$ Inside of pier: $W = 490$
Temperature change (°C)	Design: $\pm 30 (-10 \sim +50)$ After movement: $\pm 25 (-10 \sim +40)$
Design horizontal seismic coefficient	NL: Temporary L Kh = 0.11 T Kh = 0.18 Final L Kh = 0.11 T Kh = 0.20 KL: Temporary L Kh = 0.11 T Kh = 0.17 Final L Kh = 0.11 T Kh = 0.20
Steel type	SS400, SM490Y, S10T

NL: Nobori line L: Longitudinal
KL: Kudari line T: Transverse

4 設 計

4.1 主桁の設計

主桁は立体解析により算出された6成分の断面力(面内曲げモーメント, 面外曲げモーメント, ねじりモーメント, 軸力, 面内せん断力, 面外せん断力)に対して設計した。ただし, 主桁については, 常時荷重による断面力が支配的となるため, 面内曲げモーメントに着目して断面決定を行った後に, 面外曲げモーメントに対して照査するという手順とした。

4.2 主桁隅角部の設計

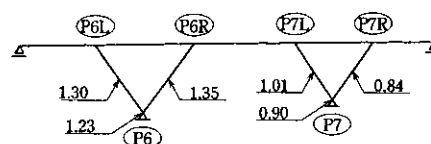
本橋の主桁と脚柱の隅角部は, Fig. 4 に示すように主桁下フラン

Table 2 Proper frequencies

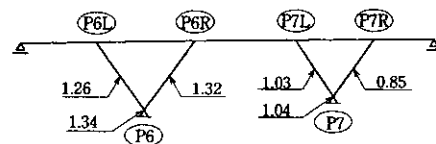
	Modes	Nobori line		Kudari line	
		Temporary	Final	Temporary	Final
Longitudinal	1st	2.55	2.49	2.7	2.65
	2nd	0.91	0.9	1.3	1.28
	3rd	0.85	0.83	0.67	0.84
Transverse	1st	1.41	1.22	1.41	1.22
	2nd	1.04	0.88	1.07	0.92
	3rd	0.71	0.59	0.78	0.64

(1) Transverse (pier)

1) Out plane bending moment MZ

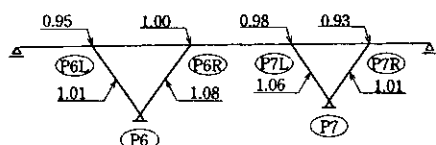


2) Axial force NX



(2) Longitudinal (main girder · pier)

2) Bending moment in plane MY



(3) Longitudinal (cross beam · strat)

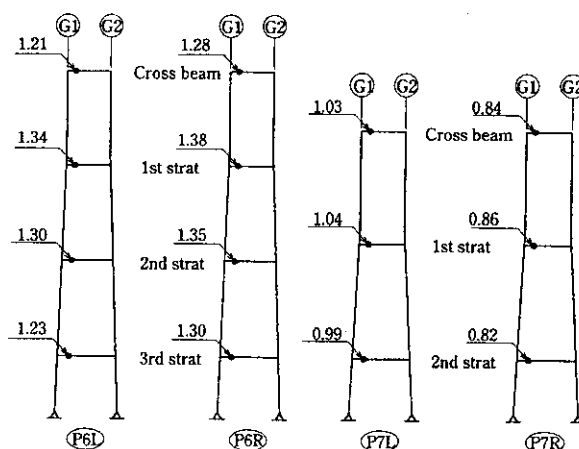
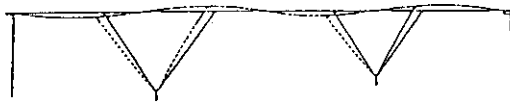


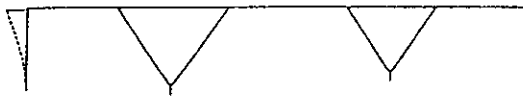
Fig. 2 Comparison of sectional forces by dynamic and static analyses

ジと脚柱フランジを円弧状に連続させた。さらに, 主桁と脚柱の交点部には箱断面の横梁を配置した。また, 応力集中を避けるため, 主桁内に割り込みフランジを設けた。構造的には, 下フランジが隅

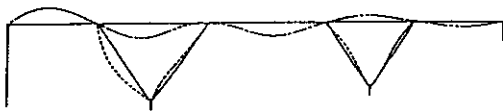
Longitudinal 1st



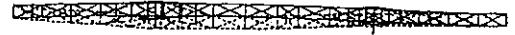
Longitudinal 2nd



Longitudinal 3rd



Transverse 1st



Transverse 2nd



Transverse 3rd

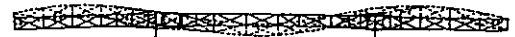


Fig. 3 Modes of vibration

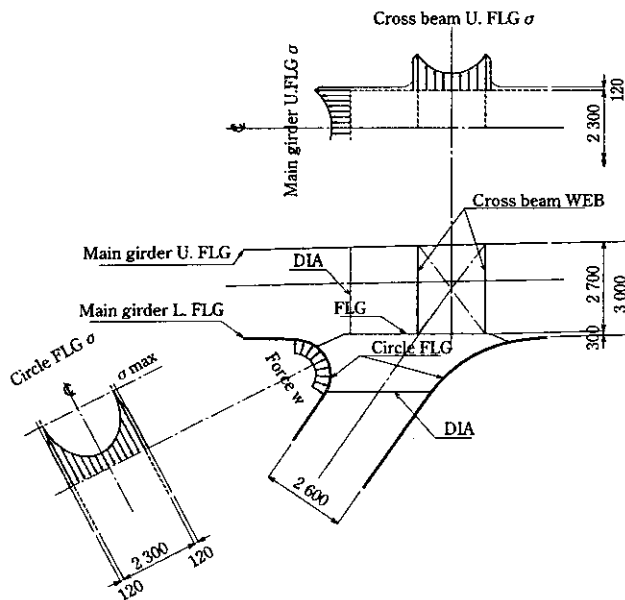


Fig. 4 Structure of corner part

角部を貫通するほうが応力伝達上好ましいが、狭陰部が生じて製作上好ましくないと判断し、上述の構造とした。

円弧フランジには、腹板近傍にてシアラグによる付加応力が発生し、法線方向に面外力が発生する。また、腹板では曲げモーメントの方向が転換することにより、せん断応力度が卓越する状態となる。

隅角部としての設計計算は、系1：連続桁系、系2：曲がり梁系、系3：隅角部の3つの系に分けて計算した (Fig. 5)。

また、隅角部の断面決定後、その妥当性および構造の安全性を確認するために、設計断面力の最も大きい下り線 P7 橋脚中央径間側について FEM 解析を行った。解析モデルは Fig. 6 に示すとおりである。

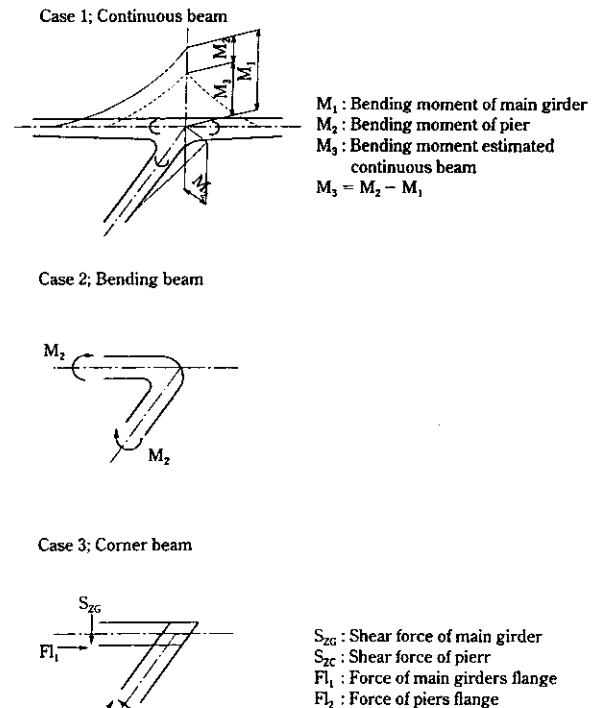


Fig. 5 Calculation cases on stresses

その結果、応力性状は全般的にスムーズで顕著な応力集中は生じていないことがわかった (Fig. 7)。

鈍角側円弧フランジでは、フランジの垂直応力度が外側に集中するシアラグ現象が生じている。鋭角側腹板は応力集中により応力レベルが高くなっている。しかし、当初懸念された割り込みフランジの折れ点部には大きな応力度は発生しておらず、本構造の妥当性が検証された。

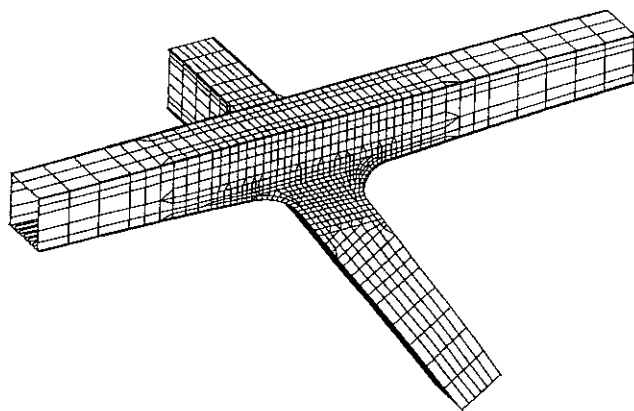


Fig. 6 FEM model on corner part

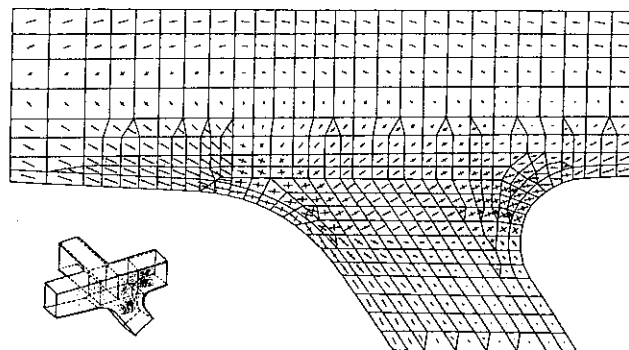


Fig. 7 Stress in web by FEM on corner part

4.3 脚柱の設計

脚柱は、立体解析により算出された6成分を考慮し、軸方向力と曲げモーメントを受ける部材として設計した。また、V脚は主桁と基部に剛結され、その断面が軸方向に変化しているため、全体座屈解析を行い、有効座屈長の妥当性の確認および全体横座屈の照査を行った。載荷荷重ケースは、全体横座屈に最も不利と考えられる活荷重満載状態を設定した。座屈モードと座屈固有値は Fig. 8 に示すとおりである。

座屈モード形状から有効座屈長を算出した結果、設計値との比は0.868～1.064 となり、設計値の妥当性が確認された。なお、解析値が設計値より大きくなる部材については再度照査を行い安全性を確認した。また、座屈荷重は1次モードの座屈固有値より荷重倍率が16.6 倍であり、弾性座屈解析の固有値としては比較的大きい値を示していることから全体座屈に関しては問題ないものと判断された。

4.4 脚柱基部の設計

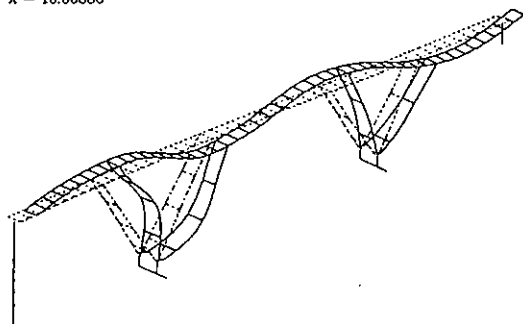
脚柱基部には P6 橋脚で 2110t、P7 橋脚で 1840t の鉛直反力が作用し、かつ V 型の基点となるため、脚柱より角度をもって圧縮力および曲げモーメントが作用する。

鉛直反力に対しては、基部ブロック内に2枚のダイヤフラムと内ウェブを配置し、広い領域で負担する構造とした (Fig. 9)。

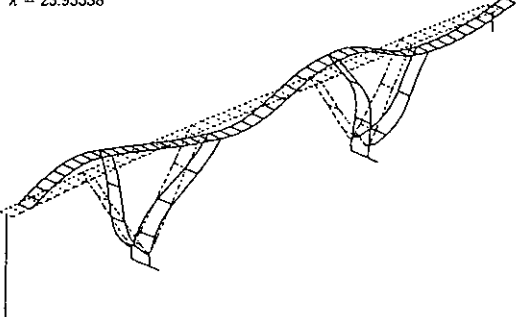
脚柱からの圧縮力および曲げモーメントに対しては、折れ点における鉛直成分、水平成分を上下フランジと折れ点のダイヤフラムに負担させることとした。また、鉛直反力の分散状況、折れ曲がり部の応力集中など、設計計算で求めるには困難な点もあるため、FEM 解析を行うこととした。

FEM 解析は鉛直反力の最も大きい下り線 P6 橋脚について実施した (Fig. 10)。その結果、外ウェブ、内ウェブともに載荷荷重に対

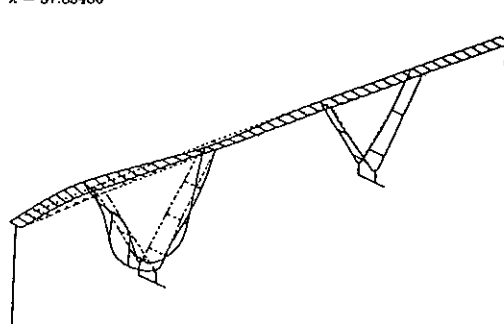
1st : Mode of buckling inplane of P6 pier
 $\lambda = 16.60886$



2nd : Mode of buckling inplane of P7 pier
 $\lambda = 23.93338$



4th : Mode of plane buckling of P6 pier
 $\lambda = 37.83480$



5th : Mode of out plane buckling of P7 pier
 $\lambda = 40.28229$

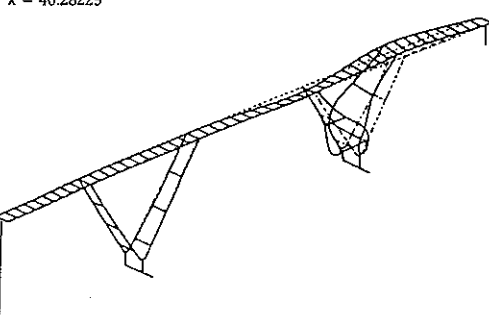


Fig. 8 Modes of buckling

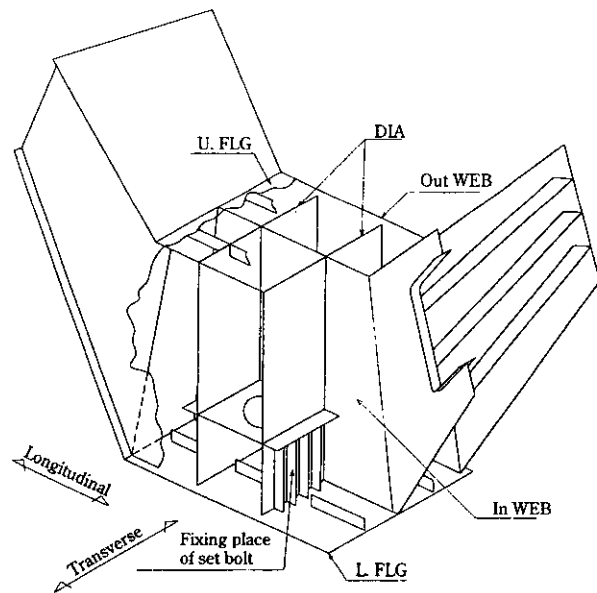


Fig. 9 Structure of footing of pier

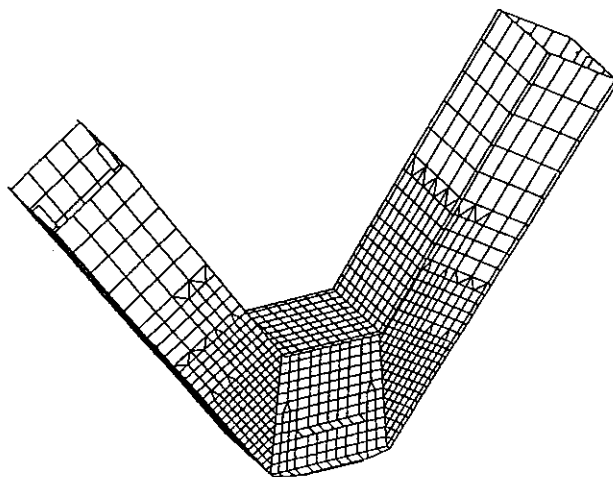


Fig. 10 FEM model for footing

して有効に働いており、応力レベルも設計計算応力と同程度であった。また、フランジおよびダイヤフラムにも特異な応力性状は確認されず、本構造の安全性が確認できた (Fig. 11)。

5 施 工

5.1 架設工事の概要

一般的に、V橋脚を有する形式の橋梁を架設する場合には、大ブロックによる一括架設もしくはケーブルエレクションによる斜吊り工法を採用することが多い。しかしながら、本橋の架設場所の地形は、P5～P6間は平地であるが、P6～P7間は瀬川を横架し、P7～A2間は急な斜面となっており、上記の架設工法は困難と判断された。

検討の結果、V橋脚の立ち上がり時には、仮支持をベント支持からワイヤーの支持に盛り替えて主桁の架設を行う方法を採用した。このワイヤー支持の架設工法を採用した主な理由は、主桁部のベン

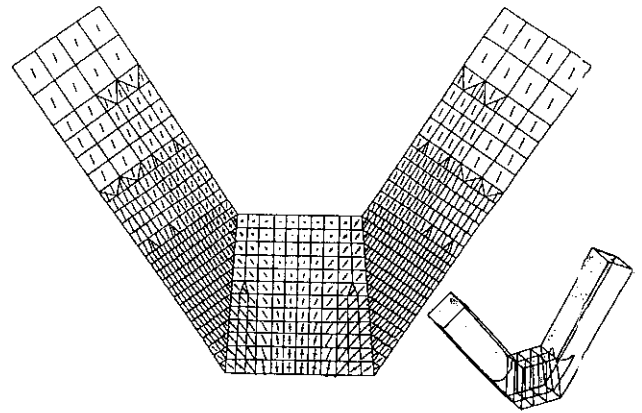


Fig. 11 Main stress in outer web plate by FEM on footing

トを容易に設置できないこと、ケーブルエレクションによる斜吊り工法では鉄塔設備が大規模になり経済的でなくなることなどである。また、すべての架設ステップについて、ワイヤーの張力とV橋脚の倒れ量に関して、ステップバイステップで設計値と比較しながら形状管理を行うこととした。

おのこの箇所での架設工法としては、作業ヤードが確保できるP6橋脚側をクローラークレーンによるベント架設とワイヤーによる支持を併用し、トラッククレーンの進入が不可能なP7橋脚側はタワークレーンによるベント架設とワイヤー支持との併用にて架設した。P6～P7間の中央径間の閉合作業は、P7橋脚直下に配置した油圧クレーンによる張出し架設を、また、急峻な地形でベントの設置が不可能なP7～A2間については手延べによる送り出し工法を用いた。

全体の架設概要をFig. 12、各架設ステップ図をFig. 13に示す。

5.2 架設要領

5.2.1 V橋脚の架設

架設の初期段階において、P6橋脚は300t吊クローラークレーンによるベント架設を (Photo 2)、P7橋脚は900t・mタワークレーンによるベント架設とした (Photo 3)。V橋脚架設段階での地震対策として、脚柱最上段ブロックの架設完了まではベント支持で架設した。また、V橋脚の荷重として鉛直力と水平力がベントに作用するため、三角受け台を製作し、支持した。

5.2.2 橋脚梁の架設

V橋脚架設完了後、ベントで受けていた荷重を下からのワイヤーに盛り替えた。ワイヤー設備は、V橋脚左右とV橋脚中央の3ヶ所に、2箱断面脚柱の1腹板当り1系統、合計12系統を使用した。ベントからワイヤーへの盛り替え手順は以下のとおりである。

- (1) すべてのワイヤーをサグの十分大きい状態で張り渡す。
- (2) V橋脚中央のワイヤーを引き込み、ベント反力が小さい側のベント支持を解放する。
- (3) ベント支持が解放された側のワイヤーを引き込み、ベント支持をすべて解放する。
- (4) V橋脚両側のベントが開放された段階で、3方向のワイヤー張力を設計目標張力に調整する。
- (5) 3次元光波測定器でV橋脚の位置を計測し、所定の位置となるように再度、ワイヤーの張力を調整する。

ワイヤーのアンカーは、各橋脚のフーチング施工時に設置したアンカーを使用し、ケーブルエレクション用の張力調整装置を介して取り付けた。ワイヤーの引き込みは4連動のセンターホールジャッ

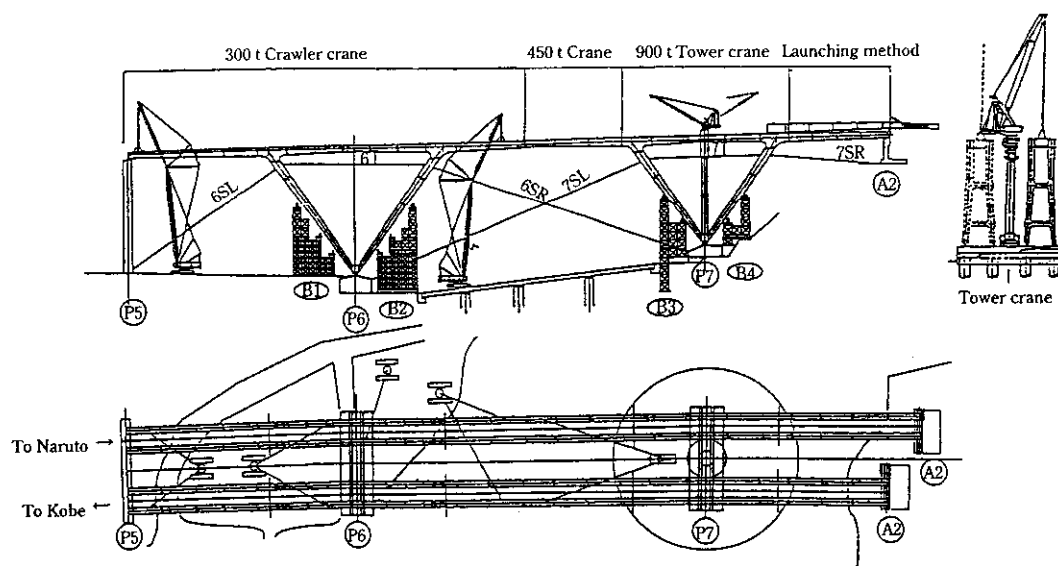


Fig. 12 Construction sequence

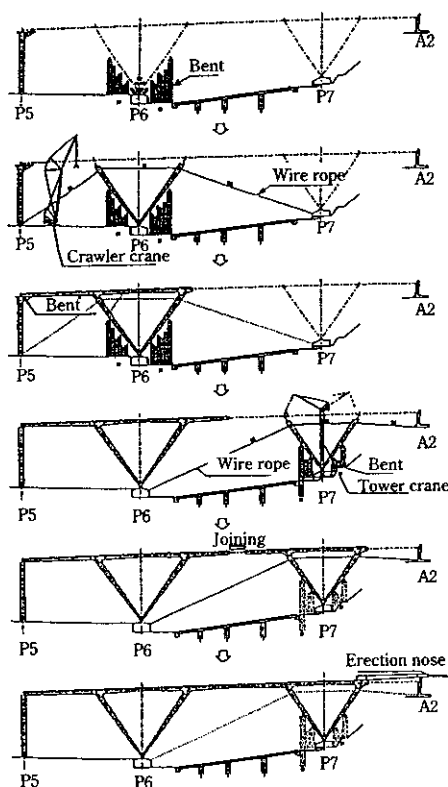


Fig. 13 Construction steps

キを使用し、張力の検出は、張力調整装置のアイバーに貼付した歪ゲージにより行った。

主桁の架設は、ワイヤーでV橋脚を支持した状態で行い、V橋脚間の主桁閉合はワイヤーの張力を調整し、落とし込み間隔を確保して行った。なお、ワイヤーでベントから浮上させている間も、地震対策としてベントは残置したままとした。

5.2.3 中央径間の閉合

中央径間の閉合架設は、450t吊油圧クレーンで行った。中央径間閉合に先立ち、P6、P7の両方向からの主桁張出し部先端のエレ

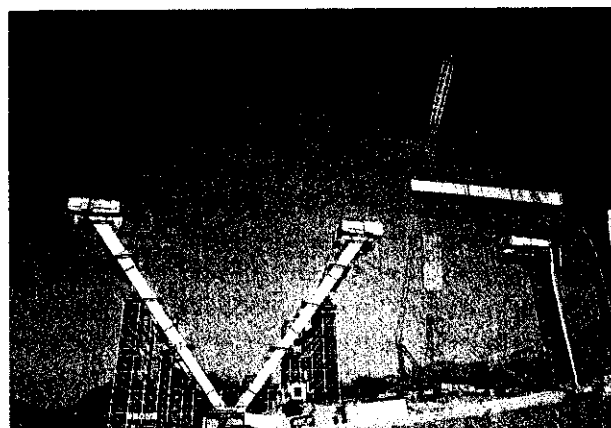


Photo 2 Construction of P6

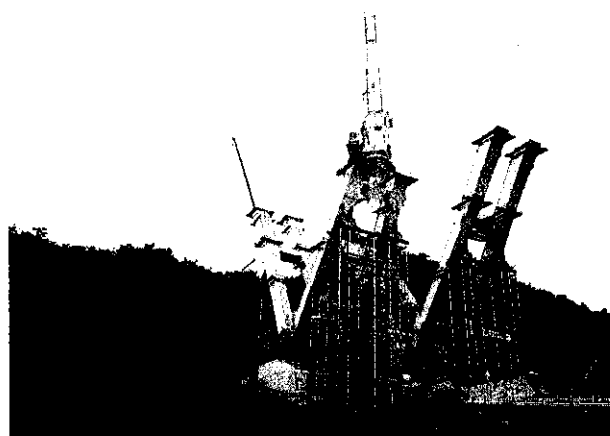


Photo 3 Construction of P7

ベーションの調整後、P7橋脚前面に設置した450t吊油圧クレーンで閉合架設を行った(Photo 4)。ワイヤーとベントは、中央径間の閉合が完了した時点で撤去した。

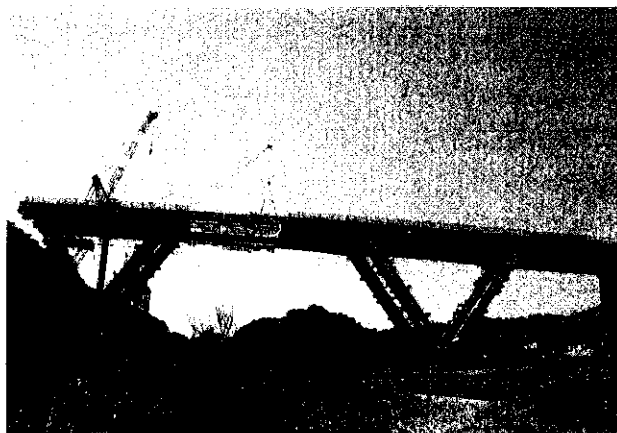


Photo 4 Joining



Photo 5 Sliding out

5.2.4 送り出し架設と桁降下

P7～A2 間は、手延機による送り出し架設を行った (Photo 5)。P7 橋脚上に、延長約 70m の軌条を敷設し、後方桁、送り出し桁、連結構、手延べ機の順で地組立を行い、組立完了後、自走台車により送り出しを行った。

送り出し完了後、約 4.5m の桁降下を行った。P7 橋脚側は、後方桁を軌条直下の主桁に固定した状態でセンターホールジャッキにより、また、A2 側は、橋台前方に設置した門構の上からセンターホールジャッキにより実施した。

5.3 桁の形状およびワイヤー張力の管理

本橋は、前項の架設要領で述べたように、架設途中の形状保持にワイヤーを使用した。現地工事では、架設段階における管理項目を、脚および桁の形状とワイヤー張力の 2 つに大別して実施した。

5.3.1 橋脚および桁の形状管理

架設中の形状管理は、以下の要領で行った。

(1) V 橋脚の架設時

各架設ステップごとにトランシットとスチールテープで脚柱の通りと倒れを計測し、調整はベント上のジャッキで行った。V 橋脚の最終ブロック架設後は、3 次元光波測定器で出来形の計測を行った。

(2) 主桁の架設時

各ステップごとに、水準器による桁たわみとトランシットによる桁の通りを計測した。同時に、斜吊ワイヤー張力も計測し、

桁形状の調整、管理を行った。

(3) 中央径間の閉合時

中央径間の閉合架設時には、各張り出し桁の先端のたわみを水準器により、添接部端部の仕口の傾きを下げ振りにより計測した。また、落とし込み間隔の計測をスチールテープにより行った。

5.3.2 ワイヤー張力の管理

通常用いる鉄塔を用いた斜吊ワイヤーによる架設では、ワイヤー張力を架設部材の自重との釣り合いから容易に算出することができる。一方、本橋の場合、V 脚をワイヤーで下方から支持することから、橋脚が支承のピンを中心に回転するモーメントに対してワイヤーにあらかじめプレストレスを導入して、V 脚の転倒を防止し、さらに架設時の形状を保つ必要がある。

ワイヤーの張力は、相互に影響を及ぼしあうため、張力の算出においては各段階ごとにワイヤーと V 脚で構成される骨組構造解析を実施し、設計張力を設定した。ワイヤー張力と V 脚形状の関係はあらかじめ、単位引き込み量での張力および変位の影響値を算出し、各架設ステップでの調整作業に使用した。

5.3.3 ワイヤー張力の決定

各架設ステップでのワイヤー張力は、以下の条件を満足するように管理した。

- (1) ベントによる支持からワイヤー支持への盛り替え完了時の初期張力は、V 橋脚の左右の先端位置が架設時の計画形状になる張力とするとともに、架設の進行により変化する張力が、最小張力と最大の許容値の範囲内に常にあるように設定した。
- (2) ワイヤーのサグ量の上限を抑えるため、サグ量は $L/50$ (L はワイヤーの固定間隔) 以下となるように、最小張力に下限値を設けた。

5.3.4 管理許容値

各架設ステップでの架設時 V 脚形状とワイヤー張力に対する管理許容値は以下とした。

- (1) 架設時 V 脚形状には、道路橋示方書の鋼製橋脚の仮組立精度を適用した。
- (2) ワイヤー張力は、各架設段階での V 脚形状に (1) の規定による最大の許容誤差が生じた場合の張力とした。具体的には、V 脚の脚注の中心間隔許容誤差 (P6: ± 14.2 mm, P7: ± 13.0 mm) から V 脚間のワイヤー張力の許容誤差を算出し、各橋脚の側径間の許容誤差 (最大 ± 16.4 mm) から V 脚の左右のワイヤー張力の許容誤差を算出した。

5.3.5 計測システム

計測項目は橋脚先端の 3 次元座標値、落とし込み部の間隔、ワイヤー張力、橋体温度である (Fig. 14)。

V 脚先端座標の測定については 3 次元光波測定器を用い、形状確認が必要な段階で測定した。ワイヤーの張力は、引き込み設備内のアイバーに貼付した歪ゲージを使用し、データをパソコンに取り込んで常時測定できるようにした。橋体温度は熱電対を貼付し測定した。張力と橋体温度の測定結果は、パソコンの画面にリアルタイム表示し、変動の状況を常時監視できるようにした。

Fig. 15 に P6 橋脚の架設状況図を示す。ステップ 3 は、側径間の架設の場合で、左側のワイヤーを引き込み、次に中央のワイヤーを引き込むことにより橋脚先端を P5 側に 12mm 移動させたことを示している。ステップ 5 は、中央ブロックの落とし込みの際に V 脚の間隔を 20mm 広くした場合を示したもので、はじめに中央のワイヤーを緩め、次に V 脚の左側のワイヤーを引き込むことにより架設を行ったことを示している。

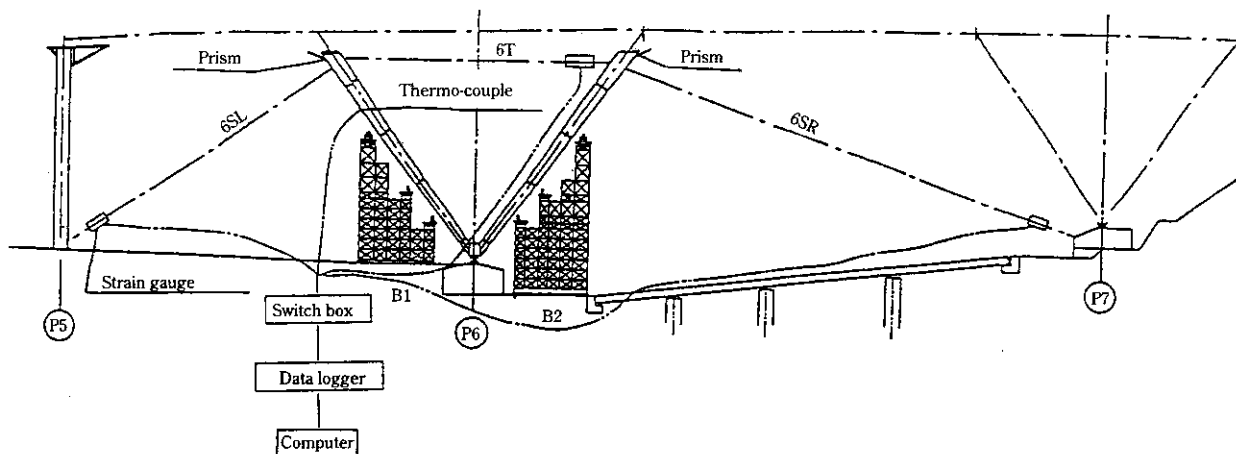


Fig. 14 Measuring system

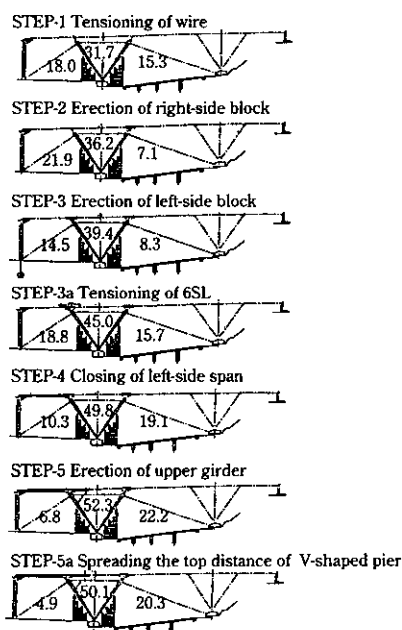


Fig. 15 Tension in wire of V-shaped pier

架設工事全般に関して、調整後のワイヤー張力の実測値と解析による計画値の誤差は $\pm 5\%$ 以内に収めることができた。

5.4 本工法の利点

本橋で適用したワイヤーによる架設工法の利点は以下である。

- (1) 架設現場が V 形などの急峻な地形の場合、ベント設置のための敷地がなくても架設することができる。

- (2) ワイヤー張力を調整することにより、桁の落とし込み時および閉合時に先端の高さや落とし込みの間隔を調整することができる。
- (3) 架設設備としてケーブルアンカーが必要であるが、通常の斜吊り設備に比較して大規模な鉄塔やアンカー基礎を必要としない。

6 おわりに

本論文では、5 径間連続 V 脚ラーメン橋である瀬川橋の設計と施工について紹介した。要点を整理すると次のとおりである。

- (1) 本橋の場合は景観を重視しているため、主桁に対して橋脚が細くなっているが、橋脚に対しては全体系での各種構造解析および部分的な FEM 解析を実施し、安全性を確認した。
- (2) ここで採用したワイヤーを使用した架設工法は、架設現場が急峻な地形でベント設備の設置が不可能な場合においても適用することができる。
- (3) ワイヤーの張力の調整により、桁の落とし込みや閉合の際の先端のたわみ量、高さなどの微調整を行うことができる。
- (4) ワイヤーの定着部としてケーブルアンカーが必要になるが、通常の斜吊り工法で設置するような大規模な設備を必要としない。

なお、完成後に振動試験を実施し、設計時の動的応答解析の妥当性も確認している。振動試験の詳細については参考文献³⁾を参照されたい。

最後に、本工事は、本州四国連絡橋公団殿のご指導のもと、(株)東京鐵骨橋梁・日本鉄塔工業(株)・川崎製鉄(株)共同企業体により施工されたものである。ここに、本工事の関係諸氏に深く感謝の意を表する次第である。

参考文献

- 1) 川戸 彰、大川宗男、菅原正一、井上 寛：「瀬川橋の設計と施工—大規模 V 脚ラーメン橋—」，橋梁と基礎，31(1997)7，9-17
- 2) 入部孝夫、大川宗男、弓山茂樹、菅原正一：「斜めワイヤーステイによる V 脚ラーメン橋の架設—瀬川橋—」，土木学会第 52 回年次学術講演会，第 1 部 (A)，(1997)7，652-653
- 3) 川戸 彰、大川宗男、弓山茂樹、入部孝夫：「瀬川橋 (V 脚ラーメン橋) の振動試験」，橋梁と基礎，32(1998)1，7-13
- 4) 入部孝夫、大川宗男、弓山茂樹：「V 脚ラーメン橋の実橋振動試験—本州四国連絡道路瀬川橋—」，土木学会第 53 回年次学術講演会，第 1 部 (B)，(1998)10，884-885